

套建增层巨型框架抗震设计方法

孙绪杰^{1,2}, 郑文忠¹, 李成河²

(1. 哈尔滨工业大学 土木工程学院, 哈尔滨 150090, sunxujie@gmail.com;

2. 黑龙江工程学院 土木与建筑工程学院, 哈尔滨 150050)

摘要:为解决套建增层巨型框架结构在罕遇地震作用下的倒塌分析以及与施工相结合的设计方法等方面研究滞后于工程实践的问题,利用弹塑性分析程序 IDARC2D 分析现行抗震规范规定的 I~III 类场地土、第一~三地震分组、7~8 度设防烈度的套建增层巨型框架的弹塑性地震反应,研究其倒塌机制。结果表明,底层巨型框架的设计是控制结构实现梁铰机制的关键。提出通过适当提高框架抗震等级的措施来避免倒塌。结合施工的实际情况,凝练了套建增层巨型框架的施工技术措施。基于弹塑性地震分析结果提出与施工相结合的设计方法,为套建增层巨型框架结构的设计提供参考。

关键词: 混凝土结构; 巨型框架; 套建增层; 抗震设计

中图分类号: TU978

文献标志码: A

文章编号: 0367-6234(2010)12-1860-06

Research on aseismic design of outer-jacketing mega frame for storey-adding

SUN Xu-jie^{1,2}, ZHENG Wen-zhong¹, LI Cheng-he²

(School of Civil Engineering, Harbin Institute of Technology, Harbin 150090, China, sunxujie@gmail.com;

School of Civil and Architecture Engineering, Heilongjiang Institute of Technology, Harbin 150050, China)

Abstract: For the reason that the research on outer-jacketing mega frame for storey-adding' collapse and design method that considering construction lags behind that of practice, outer-jacketing mega frames for storey-adding in Site-class I - III, design seismic group 1st - 3rd, seismic fortification intensity 7 - 8 were analyzed and the collapse mechanism was studied by elasto-plastic analyze program IDARC2D. It reveals that the design of bottom frame is the key point to make the structure damaged with beam-hinge mechanism. Measures to avoid collapse of structure by enhance the grade suitably were put forwarded. Construction technical measures were refined according to construction practice, design method was presented based on the elasto-plastic analysis results, that provide preference for the design of outer-jacketing mega frame for storey-adding.

Key words: concrete structure; mega frame; outer-jacketing frame for storey-adding; aseismic design

既有房屋通过套建实现增层在结构改造中应用得越来越多^[1]。用巨型框架套建增层主要有以下几种情况:跨越既有建筑时所需的跨度较大;需要增加的层数比较多;特殊的建筑效果要求。目前,已有不少工程实践^[2-3],但仍有一些亟待解决的问题:已完成的工程基本未进行罕遇地震作用下结构

抗震性能的研究,如何使其满足抗震规范规定的“小震不坏、中震可修、大震不倒”的抗震设防要求,尚需对其倒塌机制进行深入的研究;既有房屋的屋盖一般难以承受套建结构在施工阶段巨型层的施工荷载,需要其在施工阶段做到“无支撑、自承重”,由此带来与施工方法相应的构件设计方法及细部构造措施的要求;较大跨度涉及到预应力技术的一些相关的细部构造措施要求等。

1 巨型框架的定义与分析对象

1.1 定义

目前,巨型框架并没有一个定量的定义^[4],

收稿日期: 2009-05-14.

基金项目: 教育部新世纪优秀人才支持计划资助项目(教技司[2005]290号);黑龙江省科技攻关项目(GC04A609);哈尔滨市科技攻关计划项目(2004AA9CS187);“十一五”国家科技支撑计划子课题(2006BAJ03A10-7)。

作者简介: 孙绪杰(1970—),男,博士,讲师;

郑文忠(1965—),男,博士生导师,长江学者特聘教授。

其本质是主框架的刚度远大于次框架的刚度,主框架本身具有普通框架的特征.定义反弯点处弯矩小于巨柱最大弯矩的 10% 时结构即为巨型框架.如图 1:(a)为普通框架,基本上每层都有一个反弯点;(b)为严格的巨型框架,此时巨型框架柱上只有一个反弯点;(c)为本文定义的巨型框架,巨型层中部弯矩值小于巨柱最大弯矩值的 10%,可认为是巨型框架.

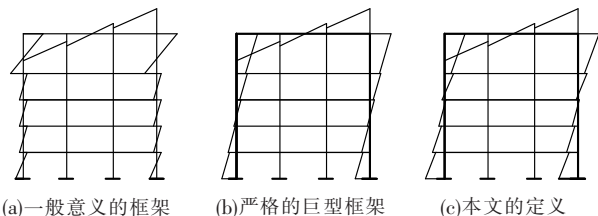


图 1 框架的反弯点

1.2 分析对象

分析了 375 榀套建增层巨型框架,其跨度为 18 m,巨型结构层层数为 2、3 和 4,每个巨型结构层次框架层数为 5、7 和 9,每榀框架计算宽度按 7.5 m 计.楼面活荷载标准值为 3.5 kN/m²,屋面活荷载标准值为 2.0 kN/m²,计算简图如图 2.

$h_1 = h_2, h_1 \neq h_2$ 指底部巨型层与上部巨型层等高及不等高的情况, n 分别取 1、2、3,对应的为 2 层、3 层、4 层套建增层巨型框架.本文分析对象编号以 JKJ_III-7C 为例,“JKJ”指分析对象为套建增层巨型框架,“III”表示巨型结构层数为 3,“7”表示每个巨型结构层次框架层数为 7,“C”表示构件抗震等级为一级,相应“B”表示抗震等级为二级.

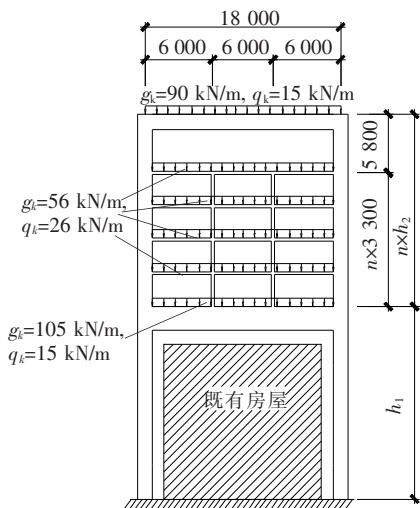


图 2 套建增层巨型框架计算简图

构件全部采用 C40 级混凝土,型钢采用 Q345 级,纵向受力钢筋采用 HRB400 级,箍筋采用 HPB235 级.预应力筋选用抗拉强度标准值为

$f_{pk} = 1\ 860\ \text{N/mm}^2$ 的钢绞线.

将套建增层巨型框架按巨柱截面沿竖向是否变化分为巨柱截面不变的巨柱等截面套建增层巨型框架和巨柱截面变化的巨柱变截面套建增层巨型框架.

2 弹塑性地震反应分析

2.1 地震波选择

采用“2+1”方案选取地震记录,对 I 类场地选取了 Gpk-00 波、G06-001 波,II 类场地选取了唐山波(北京饭店处)、taft 波,III 类场地选取了 Pel-90-san 波、Elcentro 波.对应 I 类、II 类、III 类场地和 3 组设计地震分组各构造了 1 条人工地震记录.

2.2 材料本构及滞回参数

2.2.1 材料本构

对箍筋约束的混凝土采用 Park (1982) 模型^[5]约束混凝土应力-应变关系;对处于保护层处的混凝土采用素混凝土应力应变关系.如图 3(a)所示,具体参数的计算参阅文献^[5].本文对于钢筋和型钢采用相同的理想弹塑性本构模型,预应力钢筋应力-应变关系曲线采用如图 3(b)所示的 3 折线模型, E_{pi} 由 ϵ_{pi} 和 f_{pi} 确定所需参数取值,具体如表 1 所示.

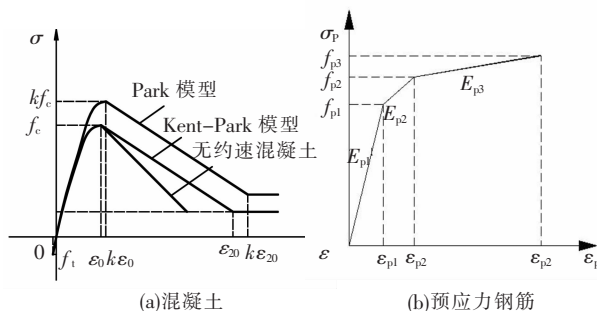


图 3 材料本构关系

表 1 预应力钢绞线数据

$\epsilon_{p1}/\%$	$\epsilon_{p2}/\%$	$\epsilon_{p3}/\%$	f_{p1}	f_{p2}	f_{p3}
0.70	1.00	5.19	$0.76f_{p3}$	$0.86f_{p3}$	1 860

2.2.2 恢复力模型

目前应用的恢复力模型主要有曲线型和折线型两大类,对于混凝土结构,折线型应用得更多^[6-9],公认考虑因素最为全面的是 Park^[10]提出的恢复力模型,本文采用该模型进行弹塑性分析. Park 模型通过设置刚度退化参数(α)、强度退化参数(β_1, β_2)和滑移退化参数(Y)来较为真实地模拟不同构件的恢复力特性,各退化参数的物理意义和计算公式见文献^[10].

参考文献[11-12]的研究结果,恢复力模型中的滞回参数取值见表 2.

表 2 各构件滞回参数取值

构件	α	β_1	β_2	γ
巨梁	1.0	0.01	0.01	1.0
巨柱	2.0	0.30	0.15	1.0
次框架梁	1.0	0.10	0.10	1.0
次框架柱	1.0	0.10	0.10	1.0

2.3 弹塑性时程分析

按抗震设防烈度为 7、8 度,场地类别为 I、II 和 III 类,设计地震分组为第一、第二和第三分组进行了分析,限于篇幅,仅给出了部分典型例子的分析结果.

1)巨柱等截面套建增层巨型框架. 对于 8 度设防烈度区 1.1 组巨柱等截面套建增层巨型框架,JKJ_II-5 按二级抗震等级设计时在人工波作用下倒塌,调整其抗震等级,按一级抗震等级进行设计时该框架避免了倒塌,其调整前后结构的塑性铰情况见图 4 所示.

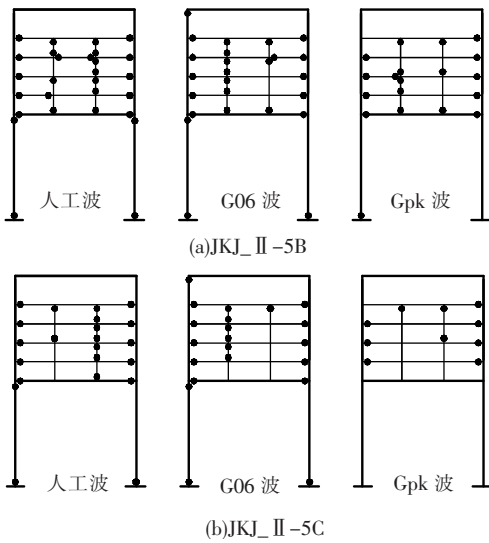


图 4 JKJ_II-5 的塑性铰分布

在不同地震作用下的层间位移角、侧移情况见图 5. 按规范设计的套建增层巨型框架,最终控制框架是否倒塌的是巨型结构层是否形成机构,为表达清晰,这里仅给出了巨型结构层的反应.

JKJ_III-5 和 JKJ_IV-5 在罕遇地震作用下的层间位移角如图 6 所示.

在 8 度设防烈度区其他场地土和地震分组的 JKJ_II-5 抗震等级按二级进行设计时,在人工记录地震作用下,多数出现了倒塌情况,对巨柱的抗震等级提高了一级即按 JKJ_II-5C 设计后,均避免了倒塌,建议对 8 度设防烈度区,提高一个抗震等级进行设计.

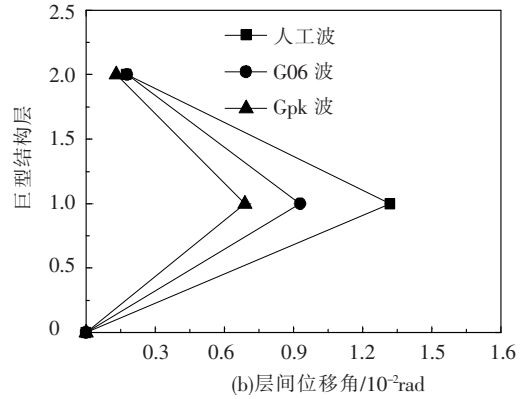
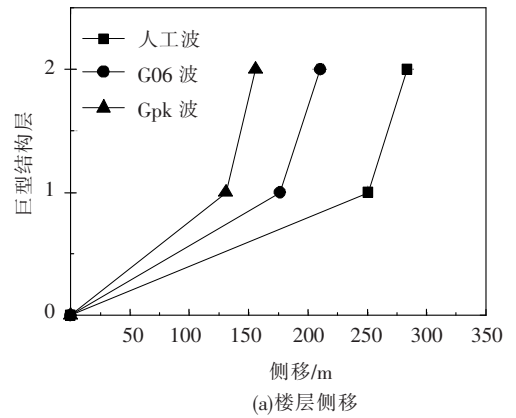


图 5 8 度设防烈度区 1.1 组 JKJ_II-5C 的地震反应

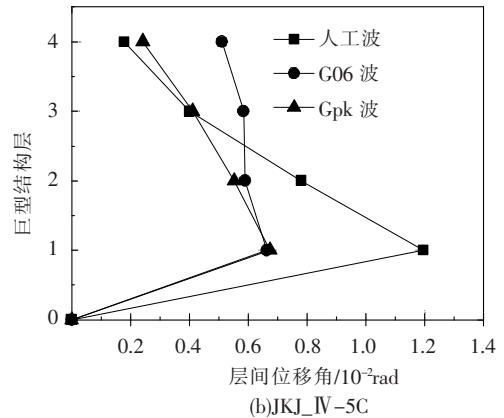
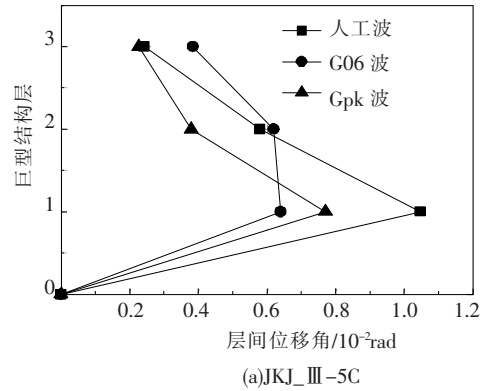


图 6 8 度设防烈度区 1.1 组套建增层巨型框架的层间位移角对于 7 度设防烈度区的各组套建增层巨型框架,地震作用影响相对较小,很多情况下并不是由结构层间位移角而是由柱轴压比和

巨型框架定义要求的主次框架刚度比控制设计. 在罕遇地震作用下,其最大地震反应较 8 度设防烈度时弱些. 但按文献[4]以 60 m 为界时,JKJ_III-5 按二级抗震等级进行设计出现了倒塌,50 m 以下的套建增层巨型框架按二级抗震等级设计则没有出现倒塌. 将 JKJ_III-5 提高一个等级,按一级即 JKJ_III-5C 进行设计时,避免了倒塌,故建议对于 7 度设防烈度区的套建增层巨型框架按 50 m 为界,结构高度小于 50 m 按二级抗震等级,结构高度大于 50 m 按一级抗震等级进行设计比较合理.

2) 巨柱变截面套建增层巨型框架. 与巨柱等截面套建增层巨型框架相比,巨柱变截面套建增层巨型框架由于上部刚度减小,减弱了地震作用. 以 8 度区 1.1 组巨柱变截面套建增层巨型框架 JKJ_III-5C 和 JKJ_IV-5C 来说,在罕遇地震作用下最大层间位移角如图 7 所示,与对应巨柱等截面套建增层巨型框架相比,其上部反应相对增大,更好地利用了上部结构的材料. 其按现行规范确定的抗震等级进行设计时出现倒塌的情况较少.

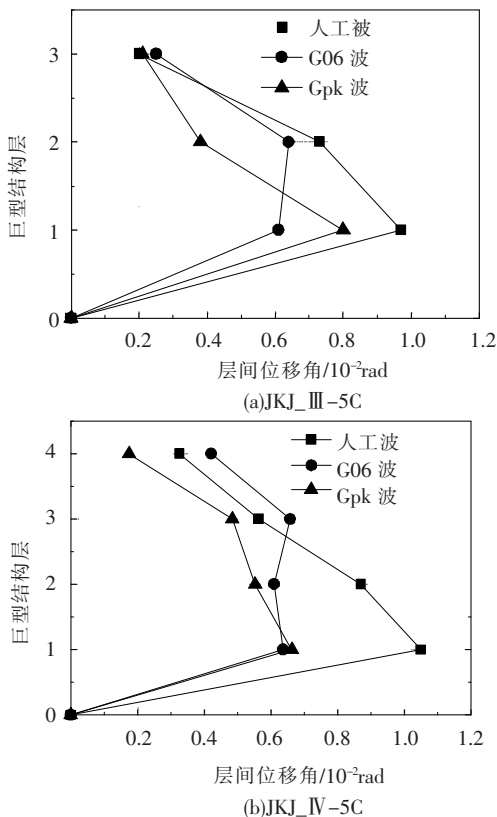


图 7 巨柱变截面套建增层巨型框架的层间位移角

3 施工的影响

3.1 第一巨型结构层施工问题

一般情况下原有建筑的屋面无法承受套建巨

型框架第一巨型结构层的施工荷载,需要采取特别措施. 如果巨型层在施工过程中能够“无支撑、自承重”,即在施工过程中巨型层的施工是由本身的结构承担本层的施工荷载,则使问题迎刃而解.

3.2 巨型结构层无支撑施工工艺

主要包括 3 个方面的内容:一是套建增层巨型框架第一巨型层的巨梁采用预应力型钢混凝土梁,利用型钢作为支撑,在(预应力)型钢梁的下侧挂底模,并以底模为支承设置侧模,来实现在浇筑混凝土过程中由(预应力)型钢梁承担巨梁自重和施工荷载,在使用阶段以预应力型钢混凝土梁形式承担新增荷载;二是巨型层次梁采用型钢混凝土组合梁,将型钢通过连接焊板与巨梁的(预应力)型钢梁实现可靠连接,既可为巨梁的(预应力)型钢梁提供侧向支撑,又可通过在型钢下侧挂底模,并以底模为支承设侧模来实现施工过程中由型钢来承担次梁自重和施工荷载,在使用阶段型钢与其外围钢筋混凝土以型钢混凝土梁的形式开展工作;三是垂直于次梁型钢焊接槽钢作主楞,在主楞上布置木方作次楞,在次楞上铺放板底模,这样在施工过程中板的荷载直接传给次梁,从而可在施工阶段避免将新增套建一层顶的荷载传至原屋顶. 主楞、次楞及底模在施工完毕后拆除.

3.3 模板方案

1) 巨梁. 型钢梁施工完成后,利用其为支撑进行巨梁模板的设置,在型钢梁没有加劲肋处设置局部肋板,钢筋段下部与方钢管连接,以方钢管支撑底模钢板,防止钢板变形过大. 在底模上设置侧模,在侧模板外侧沿巨梁长度方向设置加劲木方,增强侧模的刚度,沿巨梁梁高方向设置螺栓以固定木方和侧模,在没有加劲肋处,只需将木方与侧模相连即可,见图 8(a).

2) 巨梁层次梁. 巨型层次梁的型钢在施工中要承担自重等施工荷载,必须满足施工阶段的验算要求;当混凝土达到设计强度后,形成型钢混凝土梁. 其设计思路与巨梁基本相同,其与巨梁型钢梁的连接一般采取高强螺栓连接,可按铰接验算其挠度和考虑型钢在混凝土型钢梁设计时的初始应力,其模板设置如图 8(b)所示.

3) 巨型结构层楼板. 为了不使套建增层巨型框架巨型层楼板荷载传递给既有房屋屋顶,可垂直于巨型层次框架梁焊接槽钢作为主楞,槽钢可与次梁的加劲肋焊接,间距 1 000 mm 左右. 在主楞上布置木方作为次楞,在次楞上铺放模板,然后铺设钢筋,浇注混凝土,主次楞和板底模的布置如图 8(c)所示.

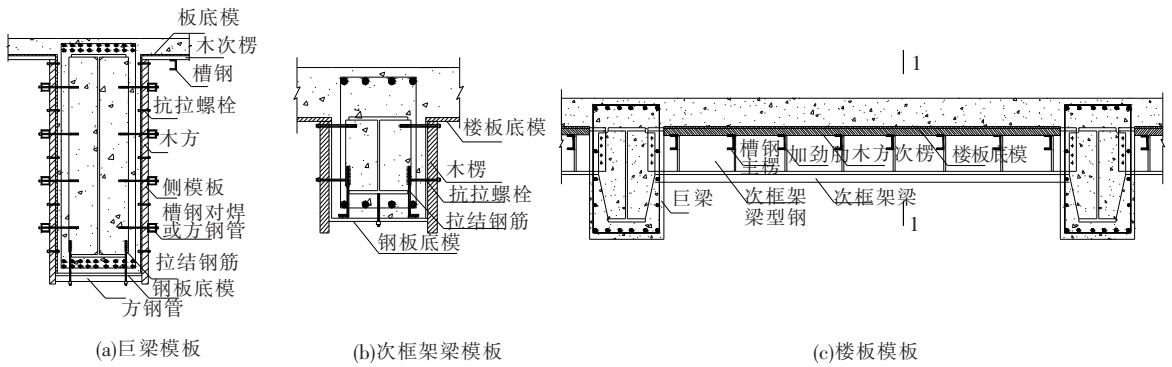


图8 巨型结构层模板方案

4 设计方法

4.1 结构设计

套建增层巨型框架主次框架的刚度比,应符合本文1.1节关于巨型框架定义的要求,以满足主框架控制结构整体稳定的要求和使传力途径清晰的要求.套建增层巨型框架主框架构件和次框架构件设计应根据设防烈度、房屋高度分别按表3,4采用不同的抗震等级,并应符合抗震规范相应的计算要求和抗震构造措施.柱轴压比不宜超过表5的规定.

表3 套建增层巨型框架主框架抗震等级

设防烈度/度	房屋高度/m	抗震等级
6	≤50	三
	>50	二
7	≤50	二
	>50	一
8		一

表4 套建增层巨型框架次框架抗震等级

设防烈度/度	抗震等级
6	四
7	四
8	三
9	二

表5 柱轴压比限值

结构类型	抗震等级		
	一	二	三
主框架	0.6	0.7	0.8
次框架	0.7	0.8	0.9

4.2 构件设计

4.2.1 巨柱设计

进行巨柱配筋及配钢计算时,需要考虑张拉巨梁预应力筋引起的结间等效荷载及端部控制截面弯矩对柱端的影响.由外荷载引起的柱端控制截面弯矩设计值为 M_{load}^c ,剪力设计值为 V_{load}^c ,张拉巨梁中的预应力筋引起的柱端控制截面弯矩为 M_p^c ,剪力为 V_p^c ,则用 $M_{load}^c + M_p^c$ 代替 M_{load}^c 进行柱截面配筋及配钢计算,相应地,用 $V_{load}^c + V_p^c$ 代替

V_{load}^c 进行斜截面的设计.

4.2.2 巨梁设计

巨梁按施工时采用无支撑自承重施工工艺考虑,第一阶段,在预应力型钢混凝土梁形成之前,由型钢梁承担巨梁、巨型层次框架梁、模板及相关的施工荷载;第二阶段,(预应力)型钢混凝土梁承担后续增加的荷载,但型钢梁有初始的应力,需要在设计时扣除这部分应力.

当型钢梁能够满足承担第一阶段的荷载的挠度要求时,初始应力

$$\Delta f_a = M_1/W. \quad (1)$$

式中: M_1 为第一阶段荷载产生的弯矩设计值, W 为型钢梁截面模量.

当型钢梁不能满足承担第一阶段荷载挠度要求时,可在型钢梁下部设置直线预应力筋,此时梁端截面应力计算为:

梁上端初始应力

$$\Delta f_a = \sigma_3 - \sigma_1 - \sigma_2; \quad (2)$$

梁下端初始应力

$$\Delta f_a = \sigma_3 - \sigma_1 + \sigma_2. \quad (3)$$

式中: σ_1 为张拉预应力筋引起弯矩产生的应力, σ_2 为张拉预应力筋引起轴力引起的应力, σ_3 为第一阶段荷载产生的应力.

①正截面受弯承载力.将预应力作用分为两个阶段,即将端部预加力及预应力引起的结间等效荷载作为外荷载看待,预应力过程结束后,预应力中抗拉强度设计值 f_{py} 高于 σ_{pc} 的部分 $f_{py} - \sigma_{pc}$ 作为普通钢筋提供抗力.型钢的强度设计值应进行折算,偏于安全,可将巨梁看成矩形截面梁来计算.

②斜截面受剪承载力.预应力型钢混凝土梁可以看成施加预应力的型钢混凝土梁,其受剪承载力看作型钢混凝土梁的受剪承载力和预应力对受剪承载力的提高梁部分的叠加,此时将抗力项增加 $0.05 N_{p0}$, N_{p0} 为施加预应力在梁中产生的轴力.

4.2.3 次框架梁柱设计

巨型结构层上下一层的次框架梁,应按压弯

或拉弯构件设计更合理. 其他各层的次框架梁可以按受弯构件设计. 次框架梁与巨柱连接处弯矩较大, 应考虑弯矩调幅, 最终梁端弯矩设计值以原值的 80% 为宜.

次框架柱按照“强柱弱梁”的抗震原则进行设计, 对次框架柱的承载力予以提高, 即按表 4 进行弯矩值的调整.

4.3 设计程序

程序利用 APDL 语言编制. 首先, 通过 ANSYS 建模, 输入结构模型, 输入荷载作用, 进行内力分析; 然后, 导出内力计算结果, 通过编制的组合程序进行组合, 根据前面的弹塑性分析结果, 进行构件内力调整、构件的配筋和配钢, 以及构件挠度验算; 最后, 输出配筋和配钢结果. 其中预应力按两阶段工作原理考虑, 按张拉预应力筋产生的等效荷载考虑其对结构的影响, 根据裂缝控制确定预应力筋量, 并且考虑现行规范对预应力度的限制, 设计程序流程图如图 9 所示.

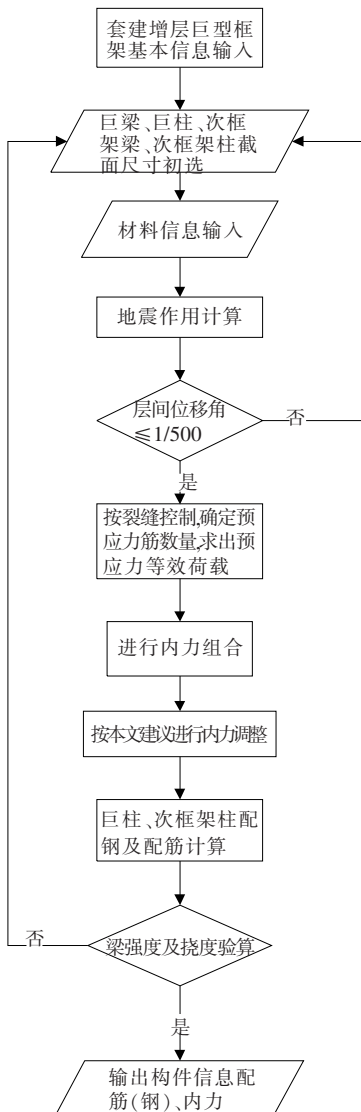


图 9 设计程序流程图

5 结 语

利用弹塑性分析程序 IDARC2D 分析了现行抗震规范规定的 I ~ III 类场地土、第一 ~ 三地震分组、7 ~ 8 度设防烈度的套建增层巨型框架的弹塑性地震反应, 研究了其倒塌机制, 提出了避免倒塌的措施. 提出了与施工相结合的设计方法.

参考文献:

- [1] ZHENG W Z, SUN X J. Methods and practice on adding storeys around an existing building[J]. Concrete Engineering International, 2008, 12(3): 62 - 63.
- [2] 周兴高, 赵雅梅, 李庆福. 采用外套巨型框架大幅度加层设计[J]. 建筑结构, 2001, 31(6): 53 - 55.
- [3] 郑文忠, 周威, 田石柱, 等. 哈工大动力楼巨型框架增层结构与测试[J]. 建筑结构, 2004, 34(9): 3 - 7.
- [4] 秦卫红, 惠卓, 吕志涛. 巨型框架结构的设计方法初探[J]. 建筑结构, 2001, 31(7): 43 - 47.
- [5] PARK R, PRIESTLEY M J N, GILL W D. Ductility of square - confined concrete columns [J]. ASCE, 1982 (4): 929 - 951.
- [6] ZONA A, BARBATO M, CONTE J P. Nonlinear seismic response analysis of steel - concrete composite frames [J]. Journal of Structural Engineering, ASCE, 2008, 134(6): 986 - 997.
- [7] MADAN A, HASHMI A K. Analytical prediction of the seismic performance of masonry infilled reinforced concrete frames subjected to near - field earthquakes [J]. Journal of Structural Engineering, ASCE, 2008, 134(9): 1569 - 1581.
- [8] ROUFAIEL M S L, MEYER C. Analytical modeling of hysteretic behavior of R/C frames[J]. Journal of Structural Engineering, ASCE, 1987, 113(3): 429 - 444.
- [9] SEZEN H, CHOWDHURY T. Hysteretic model for reinforced concrete columns including the effect of shear and axial load failure[J]. Journal of Structural Engineering, ASCE, 2009, 135(2): 139 - 146.
- [10] PARK Y J, REINHORN A M, KUNNATH S K. IDARC: Inelastic damage analysis of reinforced concrete frame-shear-wall structures, Technical Report NCEER - 87 - 0008 [R]. Buffalo: State University of New York at Buffalo, 1987.
- [11] 王连广. 预应力钢与混凝土组合结构[M]. 北京: 科学出版社, 2009.
- [12] 薛伟辰, 杨枫, 苏旭霖, 等. 预应力钢骨混凝土梁低周反复荷载试验研究[J]. 哈尔滨工业大学学报, 2007, 39(8): 1185 - 1190.